

REDUNDANCIA ESTRUCTURAL EN MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO CON CONTRAVENTEO METÁLICO TIPO CHEVRÓN

Eber Alberto Godínez Domínguez

Profesor, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, Campus-I, Blvd. Belisario Domínguez, kilómetro 1081, Sin número, Col. Terán, 29050, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México.

Correo electrónico: eber.godinez@unach.mx

Arturo Tena Colunga

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 México, D.F

Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx

RESUMEN

Se presenta un estudio en que se evalúa, con base en los resultados de análisis estáticos no lineales ante cargas monótonas crecientes, el impacto que tiene el aumentar la redundancia estructural en edificios diseñados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico tipo chevrón de diferentes alturas, al aumentar el número de crujías por línea de defensa. Los resultados obtenidos se comparan con los valores propuestos para definir el factor de reducción por redundancia estructural en el Manual de Obras Civiles (MOC-08). Los modelos diseñados tienen una longitud constante de 12 metros y cuentan con 4, 8, 12 y 16 niveles, y se encuentran ubicados en la zona del Lago del Distrito Federal, por lo que fueron diseñados conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004 y los lineamientos estipulados en sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, así como en lo propuesto en estudios previos. Con base en los resultados obtenidos, es posible concluir que el efecto de aumentar el número de crujías (incrementar la redundancia estructural) en estructuras con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico tipo chevrón se ve reflejado de forma diferente en resistencia que en capacidad de deformación. Además, los factores de reducción por redundancia obtenidos para este sistema estructural en particular varían respecto a los propuestos en el MOC-08.

Palabras clave: Redundancia estructural; Marcos dúctiles; Contravientos metálicos; Análisis estáticos no lineales; Sobrerresistencia; Capacidad de deformación.

ABSTRACT

In this paper the authors summarize the results of a study devoted to assess, using nonlinear static analyses, the impact of increasing the structural redundancy in ductile moment-resisting reinforced concrete concentric braced frames structures (RC-MRCBFs). Among the studied variables were the number of stories and the number of bays. Results obtained were compared with the currently proposed values in MOC-08. The studied frames have 4, 8, 12 and 16-story with a story height $h=3.5$ m and a fixed length $L=12$ m, were 1, 2, 3 or 4 bays have to be located. RC-MRCBFs were assumed to be located in soft soil conditions in Mexico City and were designed using a capacity design methodology adapted to general requirements of the seismic, reinforced concrete and steel guidelines of Mexico's Federal District Code (MFDC-04). From the results obtained in this study it is possible to conclude that a different effect is observed in resistance redundancy factors respect to ductility redundancy factors due to an increase of the bay number considered. Also, the structural redundancy factors obtained for this particular structural system varies respect to the currently proposed in MOC-08.

Keywords: Structural redundancy; Ductile RC frames; Steel braces; Nonlinear static analysis; Overstrength; Ductility.

1. INTRODUCCIÓN

A pesar que durante mucho tiempo se ha reconocido la importancia y los efectos positivos de la redundancia en el comportamiento estructural, las investigaciones enfocadas a determinar y evaluar factores mediante los que se puedan tomar en cuenta dichos efectos en diversos sistemas estructurales cobraron mayor importancia posterior a la ocurrencia de los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 (Liao y Wen 2004).

Las experiencias derivadas de sismos pasados (como los de Michoacán en 1985, Northridge en 1994, Kobe en 1995 y Caracas 2010, etc.), señalan que la ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso y daños excesivos, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados en la etapa de diseño, pues en el momento en que sucede un sismo de gran intensidad, la respuesta global de la estructura deja de ser lineal e incursiona en su intervalo inelástico, lo que produce irremediamente algún tipo de daño en los elementos. La filosofía de diseño basada en resistencia última contempla la posibilidad de que los elementos estructurales incursionen en su intervalo de comportamiento plástico, lo que significa que sufrirán daño durante la ocurrencia de un sismo fuerte, por lo que la estructura debe de ser capaz de acomodar el daño sin experimentar colapso. La redundancia contribuye a un adecuado comportamiento estructural, pues es bien sabido que al contar con un mayor número de elementos sismorresistentes en una dirección dada, se fomenta la redistribución de los esfuerzos plásticos, contribuyendo a que los elementos sean capaces de desarrollar toda su capacidad y la estructura sea capaz de tener un mecanismo de falla estable (Tena y Cortés 2014).

Como lo comentan Liao y Wen (2004), la redundancia, tal y como se define en algunos libros de texto, en la que se identifica como el número de ecuaciones requeridas para la solución de un sistema, adicionales a las ecuaciones de equilibrio, pudiera resultar inadecuada en vista del complejo comportamiento no lineal de las estructuras ante excitaciones sísmicas intensas de naturaleza aleatoria, y de los efectos de las incertidumbres asociadas a las demandas y capacidades sísmicas. Ang y Tang en 1984 proponen una definición de un sistema no redundante cuando la probabilidad de falla de un componente es equivalente a la de todo el sistema. Posteriormente, Cornell en 1987 sugirió un factor de redundancia para el estudio de estructuras costa afuera como la probabilidad condicional de la falla en el sistema dada la falla del primer elemento. Con base en el estudio de sistemas con elementos paralelos sujetos a cargas estáticas aleatorias, Hendawi y Frangopol propusieron en 1994 un factor de redundancia probabilístico definido como la relación de la probabilidad de fluencia del primer elemento menos la probabilidad de colapso. En el "Libro Azul", publicado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California en 1999 (SEAOC), intitulado "Requisitos y Comentarios de Fuerzas laterales recomendadas" (Recommended Lateral Force Requirements and Commentaries), la redundancia se define como una característica de las estructuras en las que existen varias trayectorias resistentes a las cargas (Liao y Wen 2004). Además de las investigaciones comentadas, se han desarrollado otros estudios contemporáneos en que se continúa evaluando el efecto de la redundancia en la respuesta sísmica estructural (Bertero y Bertero 1999, Song y Wen 2000, Husain y Tsopelas 2004, Liao y Wen 2004, Tsopelas y Husain 2004, Aguiar 2007, Cortés 2012, Tena y Cortés 2014).

Bertero y Bertero en 1999 indicaron que la definición de redundancia ante carga laterales como las producidas por los sismos se describe en función del número de articulaciones plásticas necesarias para causar la inestabilidad o colapso de la estructura bajo la acción de cargas laterales y gravitacionales. En este caso, el grado de redundancia ante la carga lateral no sólo depende de las propiedades geométricas estructurales, refuerzo y detallado, sino también del comportamiento dinámico de la estructura, y del patrón de cargas laterales (Tena y Cortés 2014).

En este estudio, la definición de redundancia adoptada se basa en lo propuesto por Tena y Cortés (2014), en que la redundancia se refiere a la existencia de una gran cantidad de líneas de defensa continuas y resistentes a la carga, que causa un alto grado de hiperestaticidad, y tiene impacto tanto en la capacidad de deformación como en la resistencia.

Derivado de los resultados de estudios previos, así como de las experiencias de sismos intensos, es evidente que una de las características más importantes que se debería buscar en una estructura desde el punto de vista de diseño sísmico es la redundancia, ya que cuando se cuenta con un número reducido de elementos, como es el caso de estructuras poco redundantes, la falla de alguno de éstos puede causar el colapso de la estructura (p. ej. puentes con un eje de columnas único). Por esto, un buen diseño sismorresistente debe tratar de distribuir las cargas laterales producidas

por terremotos de gran intensidad entre el mayor número de elementos posibles, para permitirle a la estructura desarrollar su máxima resistencia y aprovechar la disipación de energía producida por histéresis.

Durante décadas, la experiencia posterior a eventos sísmicos de importancia ha evidenciado que el pasar por alto conceptos básicos de diseño sísmico, como lo es procurar estructuras con alto grado de hiperestaticidad (redundantes), puede conllevar, en algunas ocasiones, a colapsos prematuros (figs. 1a y 1b). En general, aunado al problema de escasa redundancia, los edificios colapsados identificados en las figuras 1a y 1b, por sus características geométricas, presentan además problemas de irregularidad en esbeltez y/o planta alargada, lo cual sin duda contribuyó a su mal comportamiento sísmico. A pesar de ello, debido a la escasa disponibilidad de espacio en las zonas comerciales de las metrópolis, así como su alto costo, en México siguen diseñándose edificios que cuentan con pocas líneas de defensa (figura 2), por lo que deben existir criterios claros y simples que promuevan un comportamiento estructural satisfactorio cuando sean demandadas por acciones sísmicas intensas.

Como resultado de los proyectos de investigación realizados a la fecha, actualmente en algunos reglamentos vigentes ya se toman en cuenta de forma explícita los efectos de la redundancia en la etapa de diseño, aunque dichos efectos se toman en consideración combinándolos con otras variables, estrategia con la que algunos autores no coinciden (por ejemplo, Bertero y Bertero 1999, Tsopelas y Husain 2004).

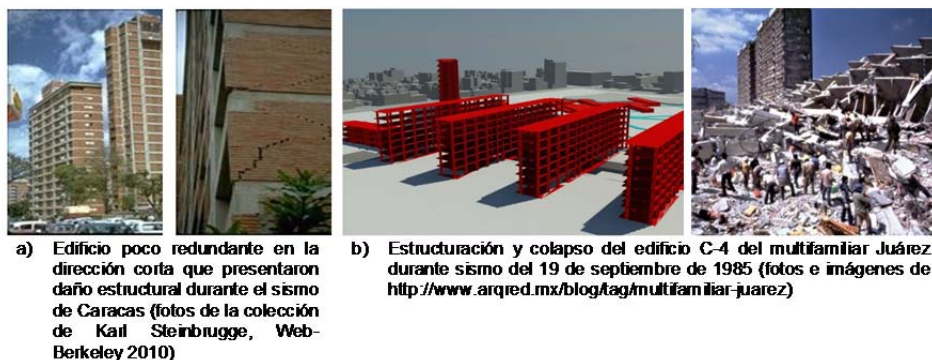


Figura 1. Edificios poco redundantes con comportamientos indeseables durante eventos sísmicos intensos (Tena y Cortés 2014)



Figura 2. Edificio en construcción de nueve pisos con una sola crujía en la dirección corta ubicado en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México

Actualmente en México, en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-08 2009), uno de los de reglamentos más modernos a nivel internacional, así como en algunos reglamentos internacionales (ASCE-7, IBC), se reconoce explícitamente la importancia de la redundancia estructural en el proceso de diseño sismorresistente, ya que la evidencia experimental, analítica y la experiencia derivada de eventos sísmicos intensos muestra la necesidad de transparentar el proceso de diseño sísmico mediante el empleo de factores que contribuyan a tener mejor certeza del comportamiento estructural esperado. Por lo anterior, en México se han iniciado investigaciones enfocadas en la evaluación de los valores propuestos en el MOC-08 para la definición de los factores de reducción por redundancia estructural, tal es el caso del estudio desarrollado por Tena y Cortés (2014), en que se evalúan dichos factores para estructuras diseñadas con base en marcos dúctiles de concreto reforzado.

La presente investigación tiene como objetivo principal evaluar el impacto que tiene el aumentar la redundancia estructural en edificios de diferentes alturas diseñados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con contravientos metálicos tipo chevrón susceptibles a pandeo, al aumentar el número de crujías por línea de defensa. Asimismo, se comparan los resultados obtenidos respecto a los actualmente propuestos en el MOC-08. Se ha observado de estudios previos (Godínez 2010, Godínez y Tena 2010, Godínez *et al.* 2012 y Godínez 2014a) que los dos parámetros en que la redundancia estructural tiene mayor impacto son en la resistencia y la capacidad de deformación lateral. También se sabe que la resistencia y la capacidad de deformación lateral varían dependiendo del sistema estructural en consideración. Los resultados permiten evaluar la propuesta del MOC-08 (2009), pues como se señala en los comentarios de dicho documento: “Aunque la propuesta se basa en los resultados de varios estudios, también está basada en la intuición y la experiencia, por lo que es susceptible de revisión y de mejoras que se verán reflejadas en futuras revisiones de este cuerpo normativo”.

2. CRITERIOS REGLAMENTARIOS

A pesar de la importancia que se sabe tiene la redundancia en el comportamiento estructural, han pasado muchos años para que los reglamentos de diseño sísmico introduzcan el concepto de factor por redundancia y, con base en ello, premien con reducciones mayores el diseño de estructuras más redundantes de mejor comportamiento y castiguen o desincentiven el diseño de los sistemas menos redundantes, de comportamiento incierto, propensos a concentrar las deformaciones inelásticas y, con ello, a desarrollar menos ductilidad y/o resistencia adicional (MOC-08 2009).

De acuerdo con Liao y Wen (2004), Cortés (2012) y Tena y Cortés (2014), las primeras propuestas reglamentarias para introducir un factor de reducción por redundancia (ρ) fue realizada por los reglamentos UBC-97 e IBC-2000 (Liao y Wen comentan también el NHERP 1997), en que dicho factor afectaba las fuerzas sísmicas de diseño y era únicamente función del área en planta de la estructura y la relación máxima entre el cortante de un elemento y el de un entrepiso. Lo anterior claramente podía conducir a diseños inseguros con comportamiento estructural indeseable, pues se dejaban de lado aspectos como no considerar las diferencias entre conexiones dúctiles de las frágiles, incertidumbres en las demandas y capacidades, irregularidades en la configuración estructural, efectos biaxiales y de torsión, entre otros.

El concepto ha evolucionado en las recomendaciones de diseño sísmico más recientes de los Estados Unidos (ASCE-7 2010), derivado de varios estudios experimentales y analíticos. En el ASCE-7 (2010) se debe asignar un factor de corrección por redundancia estructural a todo sistema sismorresistente en las dos direcciones ortogonales. En este caso, el factor por redundancia se toma en cuenta en las combinaciones de carga utilizadas durante el análisis de la estructura mediante la consideración de los efectos sísmicos. En Cortés (2012) y Tena y Cortés (2014) se comentan las principales diferencias y/o coincidencias entre los criterios establecidos en el ASCE-7 y el MOC-08. En Cortés (2012) también se comentan las principales coincidencias y diferencias con el IBC-2000, que básicamente es la propuesta original del UBC-97.

2. 1. Criterios establecidos en México

La reglamentación vigente de nuestro país, como por ejemplo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del 2004 (NTCS-04), no consideran de forma explícita la redundancia, ni en el cuerpo principal (CP) ni en el Apéndice A (AA). En el cuerpo principal, el efecto de la redundancia está considerado implícitamente en los factores de reducción de fuerzas sísmicas Q' , relacionado con los niveles de fuerzas para el que se diseña la estructura, y en el factor de comportamiento sísmico Q , relacionado con la capacidad de deformación inelástica (figura 3a). En este caso, el factor Q' , el cual se emplea para obtener el espectro inelástico de diseño, incluye también, de una manera poco clara, la reducción por sobrerresistencia R . Asimismo, en el AA de las NTCS-04 tampoco se realiza la consideración explícita de la redundancia en el proceso de diseño sísmico. En este caso, la

redundancia está indirectamente considerada en los factores empleados para obtener el espectro de diseño inelástico a partir del espectro de diseño elástico; es decir, en los factores: a) de comportamiento sísmico Q , b) de reducción de fuerzas sísmicas Q' y, c) de reducción por sobrerresistencia R (figura 3b).

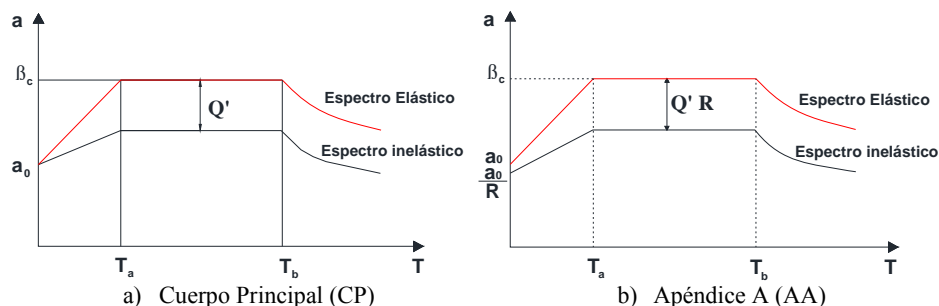


Figura 3. Criterios para la obtención de espectros de diseño inelásticos de acuerdo a las NTCS-04

De lo comentado, resulta evidente que tanto en el cuerpo principal como en el Apéndice A de las NTCS-04, no se considera de forma explícita el efecto favorable o desfavorable asociado a la redundancia (hiperestaticidad) de la estructura. En otras palabras, desde un enfoque de diseño sísmico, resultaría idéntico el diseño de una estructura que cuenta con varias líneas de defensa (altamente redundante), respecto a una estructura poco redundante, como podría ser el caso de un edificio estructurado con una sola crujía en una dirección o viaductos elevados con eje único de columnas (péndulos invertidos). Lo anterior indica un aspecto que debería tomarse en cuenta en el RCDF-04, pues es claro que ante una acción sísmica intensa, en que la estructura ingresa a su intervalo de comportamiento plástico, a mayor grado de redundancia estructural, existirá mayor capacidad para redistribuir las deformaciones plásticas entre los elementos sismorresistentes (evitando la concentración del daño), contrario a lo observado en estructuras poco redundantes, en las que la capacidad de disipación de energía se concentra en pocos elementos. Por lo anterior, durante el proceso de diseño sísmico de estructuras es recomendable considerar explícitamente el efecto de la redundancia estructural.

Por las razones expuestas y siguiendo las tendencias reglamentarias internacionales (ASCE-7-10, IBC-2006), aunque con un criterio distinto a los establecidos en los reglamentos de Estados Unidos referidos anteriormente, en la última versión del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC-08 2009), se incluye un factor que toma en cuenta de manera simple la redundancia estructural (ρ) para el cálculo de los espectros de diseño inelásticos (figura 4) y los desplazamientos de diseño. Dicho factor está en función del número de líneas de defensa y número de crujías con que cuenta cada una de ellas en dirección paralela a la de análisis (figura 5). Como se comenta en el MOC-08 (2009) y en Tena-Colunga *et al.* (2009), aunque la propuesta se basa en los resultados de varios estudios, también está basada en la experiencia e intuición, por lo que es necesario llevar a cabo estudios que respalden y/o planteen mejoras que se verán reflejadas en futuras revisiones del MOC o puedan incluirse en futuras versiones del Reglamento de

Construcciones del Distrito Federal, aspecto que representa uno de los objetivos principales del presente estudio.

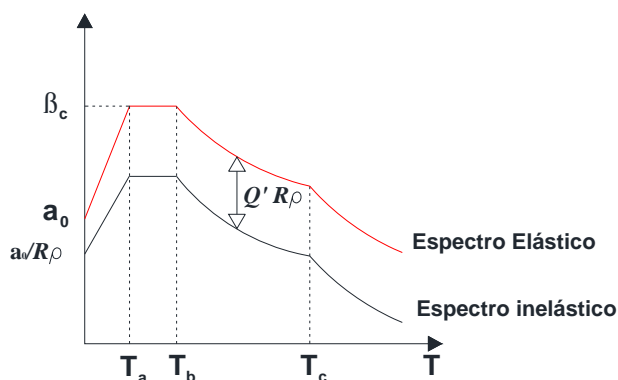


Figura 4. Representación esquemática del espectro de diseño inelástico acorde al MOC-08 (adaptada de Tena-Colunga *et al.* 2009)

$\rho=0.8$ en estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.).

$\rho=1.0$ en estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos dos crujías o estructuraciones equivalentes.

$\rho=1.25$ en estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujías o estructuraciones equivalentes.

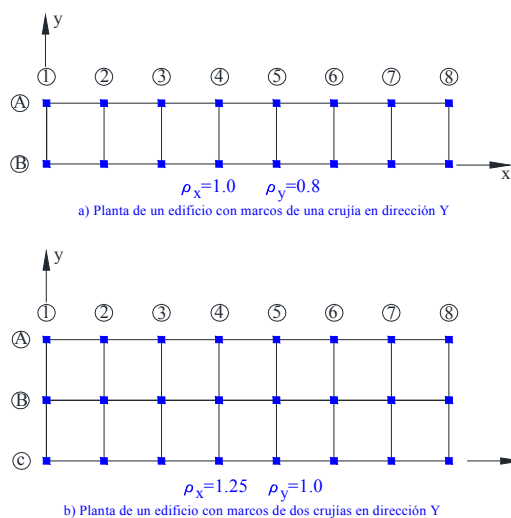


Figura 5. Ejemplos para obtener los factores de reducción por redundancia estructural de acuerdo al MOC-08 (adaptada de Tena-Colunga *et al.* 2009)

3. MODELOS ANALÍTICOS DE ESTUDIO

Los marcos seleccionados corresponden a estructuras regulares tridimensionales con uso supuesto para albergar oficinas. Los marcos estudiados cuentan con una altura de entrepiso $h=3.5$ m y una longitud total fija $L=12$ m, con alturas de 4, 8, 12 y 16 niveles, en los cuales se varió el número de crujías de 1 a 4 (figura 6). Como se comenta en Tena y Cortés (2014), el uso de modelos de longitud constante parece más adecuado para evaluar el

efecto de la redundancia estructural respecto a aquellos en que se considera un área en planta variable.

Para la identificación de cada uno de los modelos en estudio se emplea una nomenclatura, en la cual por ejemplo, las siglas M3C12N identifican a un marco de tres crujeas y 12 niveles. Para los modelos de tres y cuatro crujeas se realizó el diseño y evaluación de dos casos: a) modelos en que todas las crujeas del marco están contraventeadas (identificados con el sufijo V1) y, b) modelos en los que únicamente están contraventeadas las crujeas exteriores del marco (figura 6). El estudio de estos dos casos permitirá evaluar el efecto de variar el número de crujeas contraventeadas en los factores de redundancia, teniendo en cuenta que, en general, los modelos considerados en el caso a) tienden a comportarse como una armadura, en tanto que los modelos englobados en el caso b) se comportan como sistemas duales.

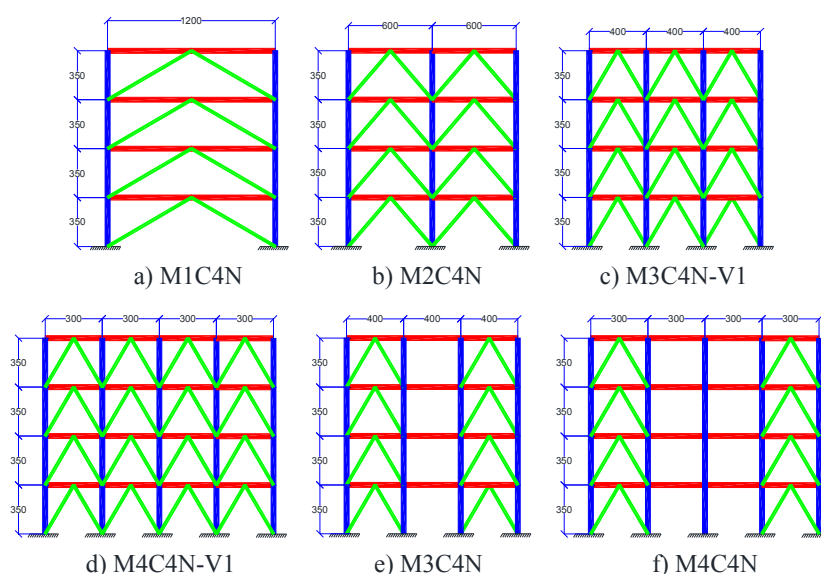


Figura 6. Elevación y nomenclatura de los modelos en estudio

4. METODOLOGÍA DE DISEÑO

Se diseñaron marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico tipo chevrón (V invertida) ante un cortante basal de diseño del 10% del peso total del edificio ($V=0.1W$). Para el diseño de los elementos sismorresistentes de cada uno de los modelos considerados se empleó una metodología basada en conceptos por capacidad, donde los elementos estructurales se diseñan por resistencia del más débil al más fuerte, y con esto fomentar un mecanismo de colapso columna fuerte - viga débil - contraviento más débil. La secuencia de diseño empleada fue: 1) contravientos, 2) vigas, 3) columnas y, 4) conexiones. Asimismo, se emplearon las recomendaciones de diseño derivadas de una serie de análisis estáticos y dinámicos no lineales ante carga monótona creciente de marcos planos de entre cuatro y 24 niveles, los cuales se describen con detalle en Godínez-Domínguez y Tena-Colunga

(2010), Godínez (2010), Godínez *et al.* (2012) y Godínez 2014a. Por lo anterior, para el cálculo de los factores de reducción por sobrerresistencia (R , ec. 1), los límites de distorsión asociados al estado límite de servicio (ec. 2) y prevención de colapso (ec. 3, en este caso se considera la propuesta de las NTCS-04), así como los balances de resistencia (ec. 4) y consideraciones para el diseño a nivel local, se emplearon las recomendaciones derivadas de los estudios de referencia.

$$R = \begin{cases} 1.7 + 5.8(1 - \sqrt{T_e / T_a}) & \text{si } T_e \leq T_a \\ 1.7; & \text{si } T_e > T_a \end{cases} \quad (1)$$

$$\Delta_y = 0.002 \quad (2)$$

$$\Delta_{\max - \text{NTCS-04}} = 0.015 \quad (3)$$

$$V_{RCol} \geq \begin{cases} 50 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.5 \\ 50 + 10\sqrt{\frac{H}{L}} & \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} \leq 4 \end{cases} \quad (4)$$

donde T_a y T_e son el periodo característico que define el inicio de la meseta en el espectro de diseño elástico y el periodo fundamental elástico de la estructura, Δ_y es la distorsión de fluencia considerada en la revisión estado límite de servicio, Δ_{\max} es la distorsión máxima de diseño considerada en la revisión del estado límite de colapso, V_{RCol} representa la aportación mínima de las columnas al cortante resistente ante carga lateral (en porcentaje), H es la altura total del edificio y L la longitud de la base de la estructura en el sentido de análisis.

El criterio empleado para la definición del porcentaje de la resistencia a fuerza cortante total que el sistema de contraventeo debe ser capaz de aportar se realizó con base en la propuesta hecha en estudios previos de los autores (Godínez y Tena 2009, Godínez-Domínguez y Tena-Colunga 2010 y Godínez 2014a), donde se presenta una ecuación simple en función de la relación de esbeltez de la estructura (H/L), para la estimación del porcentaje mínimo de resistencia a fuerza cortante que las columnas de un entrepiso deben ser capaces de aportar en el sistema dual (ecuación 4). Con lo anterior se busca que los mecanismos de colapso obtenidos sean congruentes con la filosofía de diseño, es decir, columnas fuerte-viga débil-contraviento más débil. La propuesta es congruente con la recomendación de las NTCS-04, en que se especifica que para el diseño de estructuras dúctiles en que la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por marcos contraventeados, se requiere que en cada entrepiso los marcos sean capaces de resistir, sin contar con contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante. Debe notarse que la propuesta de las NTCS-04 es independientemente de la relación

de esbeltez de la estructura considerada. Los criterios empleados para el planteamiento de la ecuaciones 1 a 4 se discuten con detalle en Godínez (2014a).

Los modelos para el análisis estructural se elaboraron con el programa ETABS (ETABS 2005). Para realizar el diseño, ya que por simplicidad para la comparación de la respuesta de los distintos modelos se fijó el cortante basal de diseño al 10% del peso total del edificio ($V=0.10W$), los modelos se diseñaron empleando distribuciones de fuerzas laterales obtenidas mediante el método estático conforme a lo especificado en las NTCS-04 (2004). Dada la alta rigidez de los sistemas contraventeados aquí estudiados, en todos los casos se emplearon las expresiones que consideran que la estructura responde con base en su modo fundamental de vibrar ya que los periodos, en general, están comprendidos en la rama ascendente o en la meseta del espectro de respuesta. Se incluyeron los efectos $P-\Delta$ en los análisis. Por conveniencia en la interpretación de resultados, se desprecian los efectos de interacción suelo-estructura.

Las particularidades de cada diseño, incluidas las dimensiones de vigas y columnas y sus respectivos refuerzos por flexión y cortante, así como secciones de contravientos, relaciones de esbeltez y su variación en altura, se reportan con detalle en Godínez (2014b).

4.1. Consideraciones para el análisis estructural

En esta investigación, para la elaboración de los modelos de análisis estructural se consideró el aporte de la losa únicamente en resistencia, es decir, al modelar las vigas, éstas se hicieron como vigas de sección rectangular. Las losas fueron previamente diseñadas, como es costumbre, para tomar cargas verticales y satisfacer estados límites de deformación y de servicio. Asimismo, de acuerdo con lo recomendado en la literatura (por ejemplo, Horvilleur y Cheema 1994, Tena 2007), en los análisis se consideró que la rigidez en los nudos es 50% de la que tendrían si fueran infinitamente rígidos a flexión, además de ser una hipótesis comúnmente empleada para el diseño de estructuras con base en marcos de concreto reforzado.

Las propiedades del concreto empleadas son: $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, $E = 14000\sqrt{f'_c}$, $\nu = 0.2$; en tanto que para el acero las propiedades empleadas son: $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $\nu = 0.3$.

4.2. Generalidades de los diseños

En los diseños realizados, la sección de columnas se varió de acuerdo al número de niveles del marco. En el caso de los marcos de cuatro niveles, la sección de columnas permaneció uniforme en altura, al igual que las vigas y contravientos. Para los marcos de 8 a 16 niveles, la variación de secciones de columnas y vigas se realizó cada cuatro niveles, alternando la variación de las secciones en el caso de los contravientos, en los que, en general, la variación del espesor de la sección quedó determinada de tal manera que las secciones

propuestas estuviesen diseñadas lo más justas posibles, pues teóricamente estos elementos deben representar la parte más débil del sistema estructural de acuerdo al mecanismo de colapso deseado.

Lo estrategia seguida para la variación de las secciones en elevación obedece a tratar de evitar crear planos de debilidad en algún entrepiso, pues se observó, por medio de análisis estáticos no lineales, que la práctica de variar en el mismo entrepiso las secciones de vigas, columnas y contravientos conducía a la posible generación de pisos débiles, ocasionando fallas no deseadas y reduciendo significativamente la ductilidad del sistema (Godínez 2010).

El dimensionamiento de vigas y columnas, así como el de los contravientos metálicos, se basó en los balances de rigidez y resistencia entre el marco y el sistema de contraventeo que deben cumplir para fomentar un comportamiento dúctil (Godínez 2010). Por lo anterior, en varios casos, los armados por flexión de vigas y columnas están asociados a cuantías mínimas, ya que se tienen secciones más robustas de lo requerido por resistencia. El refuerzo transversal se diseñó cumpliendo los criterios de resistencia por fuerza cortante y de confinamiento.

En todos los casos los contravientos son secciones cajón de acero A-36, como es práctica común tanto en el caso de proyectos de refuerzo estructural (concreto o acero), como para el caso de diseños nuevos de estructuras metálicas.

En la tabla 1 se resumen las propiedades dinámicas de cada modelo, así como la masa asociada al primer modo de vibrar.

Tabla 1. Características dinámicas de los modelos

Modelo	T (s.)	Masa modal (%)	Modelo	T (s.)	Masa modal (%)
M1C4N	0.286	81.07	M1C12N	0.810	76.06
M2C4N	0.302	83.57	M2C12N	0.789	72.65
M3C4N	0.348	84.69	M3C12N	0.898	71.61
M4C4N	0.361	84.33	M4C12N	1.027	76.73
M3C4N-V1	0.274	84.77	M3C12N-V1	0.779	73.32
M4C4N-V1	0.295	85.29	M4C12N-V1	0.820	75.67
M1C8N	0.561	79.23	M1C16N	1.164	73.62
M2C8N	0.572	78.18	M2C16N	1.064	68.68
M3C8N	0.629	78.13	M3C16N	1.179	68.41
M4C8N	0.644	77.35	M4C16N	1.285	72.76
M3C8N-V1	0.518	77.46	M3C16N-V1	1.060	68.82
M4C8N-V1	0.542	79.73	M4C16N-V1	1.161	72.46

5. ANALISIS NO LINEALES

Se realizaron análisis estáticos no lineales ante cargas monótonas crecientes ("pushover"), para los cuales se empleó el programa DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992). En todos los análisis se empleó el vector de cargas considerado en la etapa de diseño. Se incluyen en todos los casos los efectos $P-\Delta$ en columnas y diagonales y se ignora la interacción suelo estructura.

Para el modelado no lineal de los marcos se incluye el comportamiento no lineal de los elementos estructurales a nivel local. En el caso de vigas, se tomó en cuenta la aportación de la losa a su resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

Las propiedades estructurales de las vigas se derivaron de diagramas momento-curvatura empleando el programa Biax (Wallace y Moehle 1989), y corresponden a las secciones transversales ubicadas en sus extremos. La curvatura de fluencia corresponde a la primera cedencia del acero longitudinal, mientras que la curvatura última corresponde a la menor curvatura asociada a la fractura del acero longitudinal o al aplastamiento del concreto (no se consideró el pandeo del acero de refuerzo como criterio de falla). Para el modelado de las columnas, sus propiedades estructurales se derivaron de diagramas de interacción carga axial-momento flexionante determinados también con el programa Biax.

Para tener una aproximación más realista del esfuerzo de fluencia y capacidad de deformación del acero de refuerzo considerado, para modelar la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo se utilizaron las recomendaciones de Rodríguez y Botero (1995) para aceros de refuerzo mexicanos. Asimismo, para modelar el concreto confinado se utilizó el modelo de Kent y Park modificado (Park *et al.* 1982).

En la determinación de la sobrerresistencia de los contravientos, se consideró que el esfuerzo de fluencia que pueden desarrollar es mayor que su esfuerzo nominal de fluencia a tensión, y con base en la información disponible en la literatura para acero A-36 (Bruneau *et al.* 1998), este esfuerzo esperado de fluencia es $f_{y-esperado}=52$ ksi (3670 kg/cm²). Este valor de $f_{y-esperado}$ se utilizó para determinar también la carga de pandeo de los contravientos conforme a lo establecido en las NTCEM-04. Aquí cabe señalar que cuando se aumenta el esfuerzo de fluencia f_y , aumenta el parámetro de esbeltez (λ), por lo que en ocasiones, la resistencia de pandeo no aumenta significativamente.

La capacidad rotacional de las vigas y columnas se estimó a partir de considerar una longitud de articulación plástica igual a la mitad de su peralte. La determinación de las longitudes de pandeo de los contravientos se hizo con base en la propuesta de Kemp (1996), donde se propone una metodología para la determinación de la capacidad de rotación de elementos sujetos a compresión.

Los apoyos de las columnas de la planta baja se modelaron como empotramientos perfectos. Dadas las limitaciones del programa DRAIN-2DX, se consideró que la rigidez elástica de los elementos estructurales permanece

constante durante los análisis no lineales, por lo que las vigas y columnas exhiben comportamiento elasto-plástico. En el caso de los contravientos, se empleó un elemento en cuyo comportamiento histerético únicamente se considera la posibilidad de pandeo elástico. Sin embargo, por tratarse de análisis no lineales ante carga monótona creciente, dicha limitante no impacta de manera significativa en la respuesta estructural, como ya se ha demostrado comparando los resultados de análisis no lineales ante carga monótona creciente realizados con el DRAIN-2DX (Prakash *et al.* 1992) para este tipo de estructuras con los hechos con programas como OpenSees, donde se puede modelar razonablemente el pandeo del contraviento fuera del plano utilizando elementos tipo fibra (Tapia-Hernández y Tena-Colunga 2014).

Se consideraron zonas rígidas en los extremos de vigas igual a la mitad del peralte de las columnas a las que llegan, en tanto que para columnas se consideró una zona rígida en el extremo superior de las columnas con una dimensión igual al peralte de las vigas con las que intersectan (mismas consideraciones que en el modelado elástico).

El criterio empleado para la definición del mecanismo de colapso de cada uno de los marcos estudiados mediante análisis estáticos no lineales se basa en las capacidades de rotación teóricas de los elementos (vigas y columnas), así como en los acortamientos inelásticos que definen el pandeo de los contravientos. Por lo tanto, aunque la información derivada de los análisis numéricos pudiera indicar que los modelos en estudio son capaces de desarrollar niveles de deformación muy elevadas de forma estable, se analizó en cada caso, para un nivel de desplazamiento dado, el valor asociado de las rotaciones en vigas y columnas, así como de los acortamientos en contravientos respecto a las capacidades de los elementos determinadas previamente. Como se comentó, las capacidades de rotación en vigas y columnas se determinaron a partir de las curvas momento-curvatura obtenidas empleando el programa Biax (Wallace y Moehle 1989). Asimismo, la determinación de la magnitud del acortamiento que pueden sufrir los contravientos al momento del pandeo (longitudes de pandeo) se hizo con base en la propuesta de Kemp (1996), la cual se apoya en pruebas experimentales realizadas por varios investigadores a nivel mundial. En general, el análisis se detuvo cuando la primera línea de defensa del sistema dual, constituida por el sistema de contraventeo había fallado, es decir, la mayoría de los contravientos en compresión alcanzaban su longitud de pandeo y la mayoría de las vigas de dos entrepisos consecutivos experimentaban demandas de rotación ligeramente superiores a las definidas por su capacidad teórica, además se cuidó la relación demanda-capacidad de las columnas, principalmente las ubicadas en planta baja.

5.1. Mapeos de rotaciones plásticas acumuladas

En primera instancia, previo a la obtención de las curvas cortante-distorsión globales y de entrepiso, se obtuvieron los mapeos de rotaciones plásticas asociados a distintas etapas del comportamiento, con la finalidad de verificar que los mecanismos de colapso fueran razonablemente congruentes con el esperado de columna fuerte-viga débil-contraviento más débil. De lo anterior, pudo observarse que en los modelos en que no todas las crujías se

encuentran contraventeadas (sistemas duales), los mecanismos de colapso son congruentes con el esperado de columna fuerte-contraviento débil-viga más débil. Sin embargo, para algunos de los modelos en que todas las crujías se encuentran contraventeadas, el mecanismo corresponde al de columna fuerte-contraviento débil-viga más débil. Como se observa claramente, el sistema estructural, en este caso, tiende a comportarse como una armadura en lugar de como un sistema dual, como algunos estudiados previamente (Godínez 2010). Con la finalidad de ilustrar lo anterior, en la figura 7 se muestra la secuencia de formación del mecanismo de colapso de uno de los modelos con estas características. Se muestra, para diferentes etapas de comportamiento, la configuración deformada, la ubicación de las articulaciones y su magnitud, así como las envolventes de distorsiones. Los esquemas presentados en la figura 7 corresponden a: a) el paso anterior a donde fluye el primer contraviento (fluencia únicamente de vigas), b) el paso anterior a donde fluye la primera columna (comportamiento plástico en vigas y contravientos únicamente), c) un paso donde existen ya articulaciones en la base de las columnas y, d) el paso asociado al estado de colapso. En este caso, los contravientos comienzan a participar cuando las rotaciones que experimentan las vigas son bajas, como se observa de la escala de colores y magnitudes, por lo que el mecanismo, a pesar de no ser exactamente el previsto, es estable.

En la figura 8, con fines de optimización de espacio, se muestran únicamente los mapeos correspondientes al colapso teórico de los modelos de cuatro y ocho niveles. Los niveles de rotación presentados, como se comenta más adelante, corresponden a niveles de ductilidad globales cercanas a la empleada como valor de diseño ($Q=4$). De la figura 8 se observa que para la mayoría de modelos, existe buena distribución de las deformaciones plásticas en elevación, evitando concentraciones en elementos de un entrepiso en particular, efecto muy notorio en los modelos de tres y cuatro crujías. Los mapeos correspondientes al resto de los modelos se presentan en Godínez (2014b).

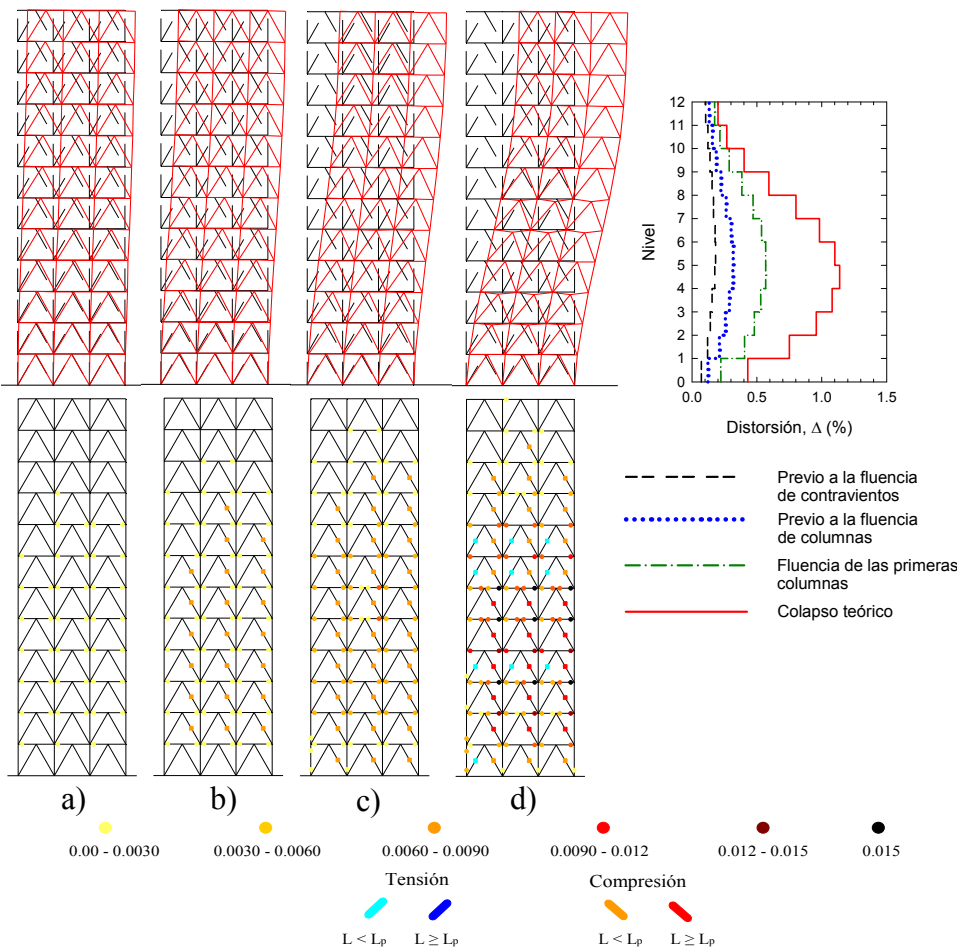


Figura 7. Formación del mecanismo de colapso del modelo de M3C12N-V1

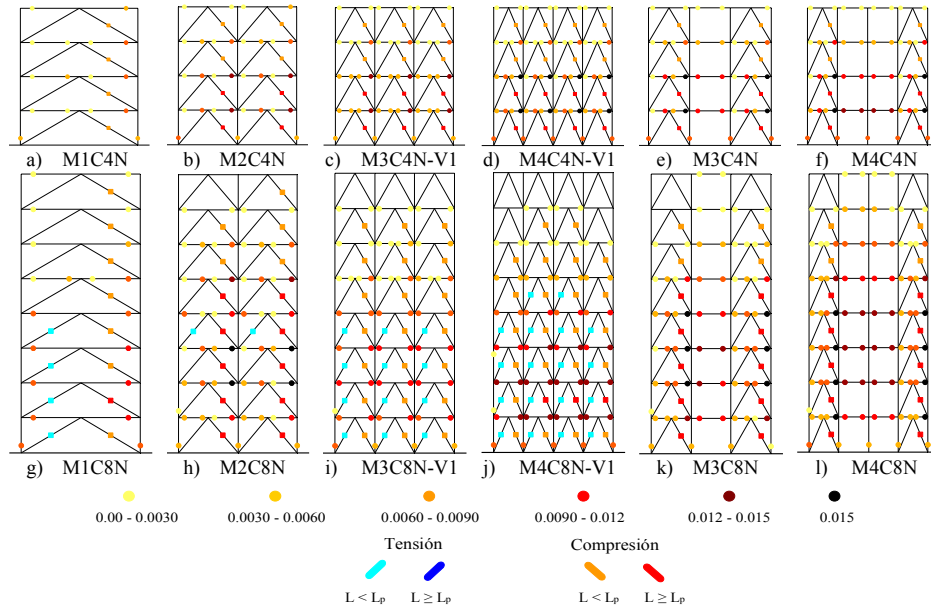


Figura 8. Mapeo de rotaciones plásticas de los modelos de cuatro y ocho niveles

5.2. Envolventes de distorsiones de entrepiso y curvas globales cortante-distorsión

En la figura 9 se muestran las envolventes de distorsiones de entrepiso asociadas al colapso teórico de la estructura. En todos los casos se observa que la capacidad de deformación a nivel entrepiso se incrementa conforme se incrementa el número de crujeas del marco en estudio. Se observa también que, en general, los modelos que cuentan con todas las crujeas contraventeadas (modelos identificados con sufijo V1) tienen una menor capacidad de deformación respecto a los marcos que cuentan con contravientos únicamente en sus crujeas exteriores (sistemas duales). Como se muestra posteriormente, son estos últimos modelos los que resultan más dúctiles.

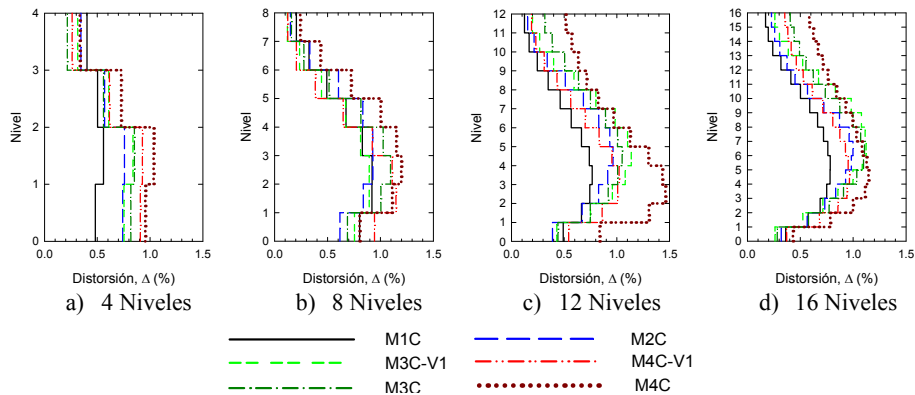


Figura 9. Envolventes de distorsiones de entrepiso máximas

En la figura 10 se muestran las curvas globales de capacidad (cortante basal vs distorsión de azotea), en las que el cortante basal (V) está normalizado respecto al peso total del marco (W). La distorsión de azotea, Δ , se calculó dividiendo el desplazamiento de la azotea por la altura total de cada modelo. Es importante hacer notar que, por fines de optimización de espacio, no se separan las curvas correspondientes de aquellos modelos que cuentan con contravientos únicamente en las crujías exteriores. Sin embargo, la identificación de las curvas que definen su comportamiento es relativamente sencilla, pues en todos los casos corresponden a las curvas en que se registran los menores valores de V/W asociados al colapso. De la figura 10 se observa que la rigidez de los modelos no presenta grandes variaciones entre sí, con excepción de los modelos que cuentan únicamente con contravientos en sus crujías exteriores, en los que, en general, la rigidez es un poco menor que en el resto de modelos. De la figura 10 se observa que en los modelos de 4, 12 y 16 niveles, los modelos de tres y cuatro crujías son los que cuentan con mayor capacidad de deformación. En el caso de los modelos de ocho niveles, los modelos de una y dos crujías cuentan con mayor capacidad que el modelo con tres crujías contraventeadas. De acuerdo con Tena y Cortés (2014), al normalizar estas curvas, se facilita la evaluación cualitativa del impacto de la redundancia y la altura de las estructuras en su capacidad relativa de deformación.

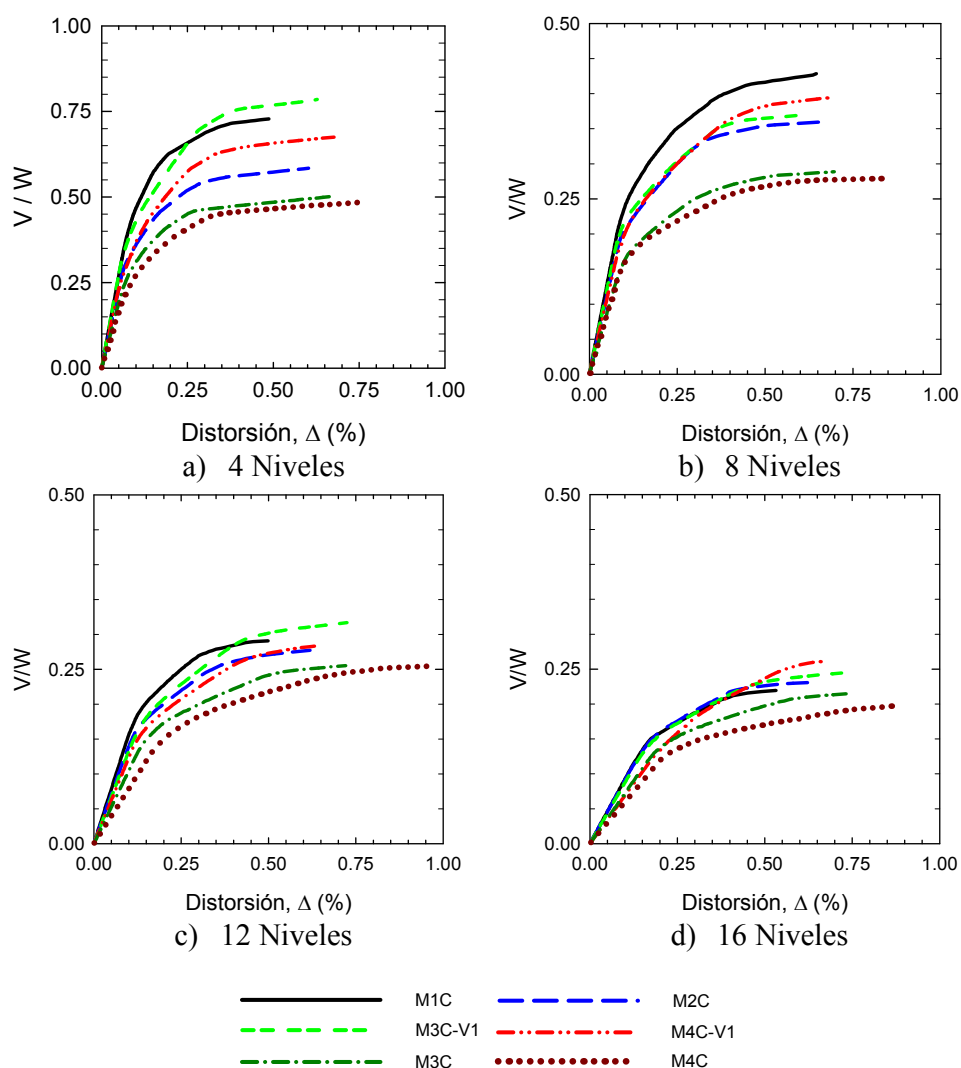


Figura 10. Curvas globales cortante basal-distorsión de azotea (V/W vs Δ)

Por lo anterior, en la figura 11 se muestran las curvas cortante-distorsión normalizadas. El criterio empleado para la normalización se basa en lo propuesto por Tena y Cortés (2014), donde las abscisas (distorsiones) se normalizaron con respecto a la distorsión asociada a la primera fluencia (o deformación inelástica) de cualquier elemento estructural (Δ_{fy}), y las ordenadas (cortante basal) se normalizaron con respecto al cortante basal de diseño (V_{dis}), por lo que en este caso se obtiene directamente la sobrerresistencia ($R=V/V_{dis}$).

De la figura 11 se observa que, como se esperaba, en la mayoría de los modelos que cuentan con todas las crujías contraventeadas se presentan resistencias mayores respecto a los modelos en que únicamente se cuenta con contravientos en las crujías exteriores; sin embargo, en éstos últimos se cuenta

con mayor capacidad de deformación tanto a nivel global como a nivel entrepiso (figs. 9 a 11).

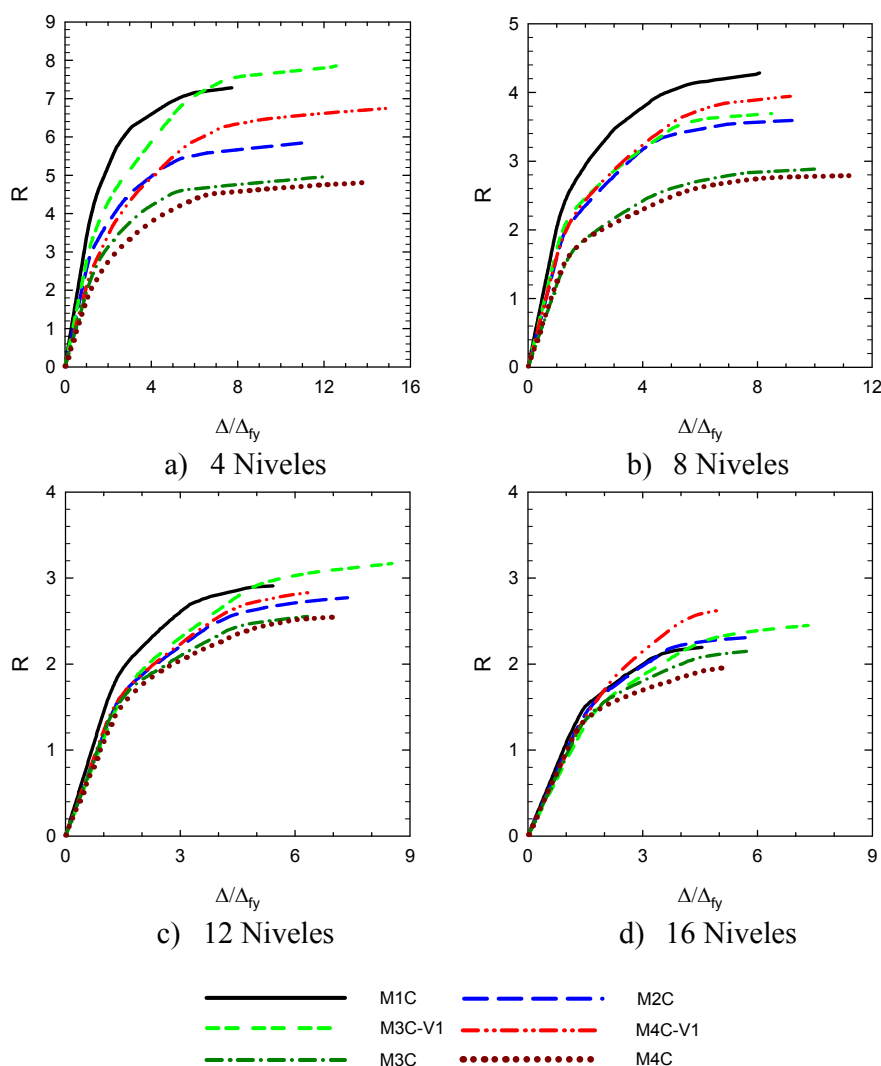


Figura 11. Curvas globales normalizadas cortante-distorsión ($R=V/V_{dis}$ vs Δ/Δ_{fy})

De las curvas normalizadas de los modelos de cuatro niveles, se observa que la capacidad de deformación se incrementa conforme se incrementa el número de crujías, siendo los marcos con tres y cuatro crujías (en sus dos variantes) los que cuentan con mayor capacidad de deformación. En este caso debe tomarse en cuenta que los resultados asociados al modelo de una crujía corresponden al punto donde se presentó una inestabilidad numérica en el DRAIN-2DX, pues teóricamente todos los elementos contaban aún con capacidad de deformación. Sin embargo, se considera que la comparativa es válida, ya que para este modelo, tanto la ductilidad global como las de entrepiso son superiores a cuatro (figura 13).

En los modelos de ocho niveles, si se consideran exclusivamente aquellos modelos que cuentan con todas las crujías contraventeadas, se observa que los modelos de dos, tres y cuatro crujías tienen una capacidad de deformación ligeramente mayor que la del modelo de una crujía.

Para los modelos de 12 y 16 niveles, se observa un claro incremento en la capacidad de deformación conforme se incrementa el número de crujías de una a tres; sin embargo, en ambos casos, los modelos de cuatro crujías presentan capacidades de deformación inferiores a la de los modelos de dos y tres crujías, pero siempre superiores a las de los modelos de una crujía. Lo anterior, se debe a que en los modelos de 12 y 16 niveles el valor de la distorsión asociada a la primera fluencia de un elemento estructural se incrementa conforme se incrementa el número de líneas de defensa (crujías), contrario a lo observado en los modelos de 4 y 8 niveles, donde este valor tiene poca variación con el incremento del número de crujías (figura 12). Debido a esto, en algunos casos, aunque en la curvas globales de capacidad sin normalizar se observa que la capacidad de deformación crece conforme se incrementa el número de crujías, en las curvas normalizadas puede no observarse el mismo efecto, pues para valores máximos de distorsión semejantes, al incrementarse la distorsión asociada a la primera fluencia, el cociente Δ/Δ_{fy} se reduce.

En las figuras 12 a 14 los resultados correspondientes a los modelos que cuentan con todas las crujías contraventeadas se identifican mediante símbolos llenos, en tanto que para representar lo resultados de los modelos que cuentan únicamente con contravientos en las crujías exteriores se emplean símbolos vacíos.

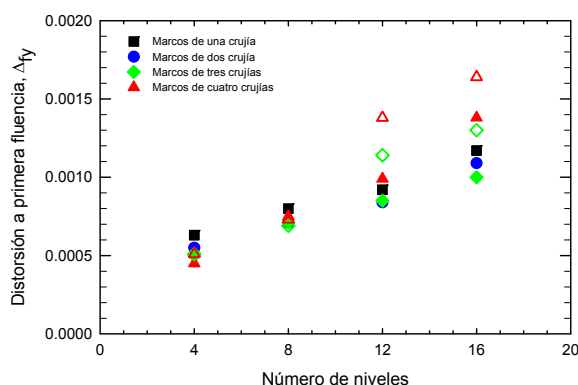


Figura 12. Variación de las distorsiones asociadas a la primera fluencia Δ_{fy}

Con respecto a la resistencia, en la mayoría de los casos los modelos de una crujía presentan valores superiores a las del resto de los modelos, con excepción de los modelos de 16 niveles, en que para los modelos con contravientos en todas sus crujías, la resistencia se incrementa conforme se incrementa el número de crujías.

De los resultados expuestos, con excepción de los modelos de ocho niveles, es evidente el efecto benéfico del incremento del número de líneas de defensa en la capacidad de deformación.

5.3. Ductilidades y sobrerresistencias desarrolladas

En la figura 13a se muestran las ductilidades globales calculadas partir de las curvas cortante-distorsión globales ($\mu = \Delta/\Delta_y$). El valor de la distorsión de fluencia, Δ_y , se obtuvo a partir de una curva bilineal idealizada de la curva cortante-distorsión real, conforme a lo especificado en la literatura (Newmark y Hall 1982, FEMA-273 1997). Asimismo, en la figura 13b se muestran los factores de reducción por sobrerresistencia, calculados como el cociente del cortante basal último obtenido del análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente y el cortante basal de diseño ($R = V_u/V_{dis}$).

De la figura 13a se observa que en todos los modelos de cuatro y ocho niveles, la ductilidad global alcanza valores superiores al factor de comportamiento sísmico empleado con fines de diseño ($Q=4$). Para los modelos de 12 niveles, todos los valores de μ son muy cercanos al valor de Q , y en general, para los modelos de 16 niveles $\mu \leq Q$, independientemente del número de crujías considerado (figura 13a).

La tendencia observada al calcular las ductilidades y sobrerresistencias, donde éstas decrecen conforme se incrementa la altura de los modelos (figuras 13a y 13b), es congruente con lo observado y reportado previamente (Godínez 2010, Godínez-Domínguez y Tena-Colunga 2010), donde se estudió este mismo sistema estructural con un diferente enfoque. De las gráficas correspondientes a los modelos de cuatro niveles, cuyo diseño se rige principalmente por las combinaciones de cargas verticales y los balances de rigidez/resistencia requeridos, se observa que no existe un aumento de la ductilidad al incrementarse el número de crujías. Sin embargo, se observa que las ductilidades desarrolladas en los modelos de dos, tres y cuatro crujías son superiores a la del modelo de una crujía. Para esta altura, el modelo de dos crujías es el más dúctil.

Las gráficas de los modelos de ocho niveles, cuya altura representa el inicio de los modelos en que el diseño está dominado por las combinaciones de cargas gravitacionales y accidentales, muestran que, en general, la ductilidad se incrementa al incrementarse el número de crujías, siendo los modelos de tres y cuatro crujías los más dúctiles.

Es importante hacer notar que, para todas las alturas, en los modelos de tres y cuatro crujías, los modelos con mayor ductilidad son aquéllos que cuentan con contravientos únicamente en las crujías exteriores (efecto más notorio en los modelos de ocho niveles).

Para los modelos de 12 niveles, derivado del incremento del número de crujías de 1 a 4, se observaron incrementos en la ductilidad que oscilan entre el 10% y el 17%. Para los modelos de 16 niveles, en que se presentan menores ductilidades respecto a los modelos de menor altura, se observa nuevamente el efecto benéfico de un incremento del número de líneas de defensa, pues en

todos los casos las ductilidades desarrolladas por los modelos de dos, tres y cuatro crujías son mayores a lo obtenido para el modelo de una crujía. Sin embargo, en este último caso, en el modelo de cuatro crujías contraventeadas (M4C16N-V1) se desarrolla la menor ductilidad de todos los modelos de 16 niveles. Lo anterior se debe a que, como se observa de las curvas globales de capacidad sin normalizar (figura 10d), a pesar de que en este modelo se desarrolla una distorsión última equiparable a la de los modelos más dúctiles, su distorsión de fluencia, Δ_y , es mayor que la correspondiente a la de los otros modelos de 16 niveles (8.1% más grande que el valor inmediato inferior y 47.3% mayor que el mínimo registrado), por lo que la ductilidad es inferior. En general, la distorsión de fluencia se incrementa conforme se incrementa el número de crujías de los marcos, así como dicho valor crece al incrementarse la altura de cada modelo y número de crujías considerado.

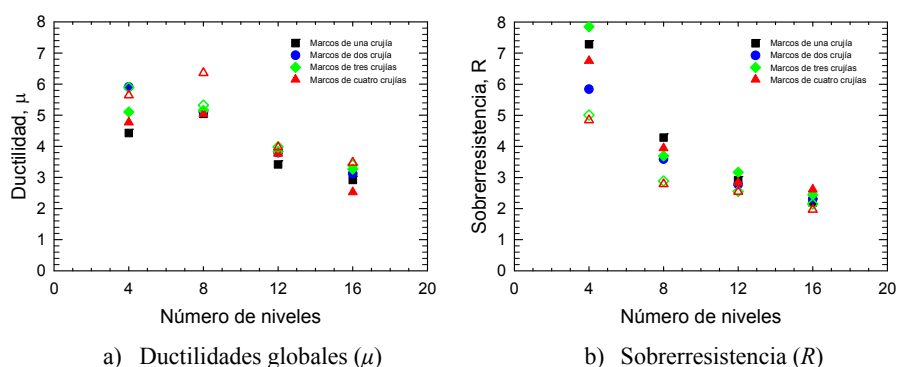


Figura 13. Ductilidades globales (μ) y sobrerresistencias (R) desarrolladas en todos los modelos

Respecto a la sobrerresistencia, considerando únicamente los modelos con todas las crujías contraventeadas, se observó que prácticamente en todos los casos, los modelos de una, tres y cuatro crujías presentan valores mayores que lo correspondiente a los modelos de dos crujías, con excepción de los modelos de 16 niveles, en que la sobrerresistencia se incrementa conforme se incrementa el número de crujías. Además, se observó que el considerar un número diferente de crujías contraventeadas tienen un impacto importante en la sobrerresistencia desarrollada, pues en todos los casos, los modelos que cuentan con contravientos únicamente en sus crujías exteriores presentan valores inferiores respecto a aquellos modelos que cuentan con todas las crujías contraventeadas (figuras 11 y 13b).

5.4. Efecto de la redundancia estructural en la resistencia y la capacidad de deformación.

En las figuras 14a y 14b se muestran los factores de reducción por redundancia estructural calculados conforme a lo propuesto por Tena y Cortés (2014), mediante los que se identifica la influencia de la redundancia estructural tanto en la resistencia (ec. 5, figura 14a) como en la capacidad de deformación (ec. 6, figura 14b). Lo anterior permite comparar éstos valores con los factores de reducción por redundancia estructural actualmente establecidos en el MOC-08 (2009), donde se toma en cuenta que la redundancia repercute, de la misma

forma, en la resistencia y ductilidad global de la estructura, reduciendo los espectros de diseño elásticos en función de Q' , R y ρ , e incrementando las deformaciones obtenidas del análisis elástico multiplicándolas por QR y ρ (figura 4).

Para definir estos dos factores de redundancia (ρ_R y ρ_{CD}), se tomó como punto de partida la propuesta actual del MOC-08 (2009) y lo comentado por Tena y Cortés (2014), asignando un valor unitario a ρ_R y ρ_{CD} en los modelos que cuentan con dos crujías en la dirección de análisis (figura 5). Por lo tanto, para obtener los factores de redundancia ρ_R y ρ_{CD} , se normalizaron respectivamente las sobrerresistencias y ductilidades de los modelos de una, tres y cuatro crujías en función de la sobrerresistencia y ductilidad que desarrolló el modelo de dos crujías (ecs. 5 y 6).

$$\rho_{Ri} = \frac{R \text{ (Sobrerresistencia de los modelos de una, tres o cuatro crujías)}}{R \text{ (Sobrerresistencia del modelo de dos crujías)}} \quad (5)$$

$$\rho_{CDi} = \frac{R \text{ (Ductilidad de los modelos de una, tres o cuatro crujías)}}{R \text{ (Ductilidad del modelo de dos crujías)}} \quad (6)$$

Al comparar los valores del factor de redundancia ρ_R respecto a los propuestos en el MOC-08 (figura 14a), se aprecia que para los modelos de tres y cuatro crujías, a los cuales el MOC-08 les asigna un factor de reducción por redundancia $\rho=1.25$, únicamente en el modelo M3C4N-V1 se sobrepasa dicho valor ($\rho_R=1.34$), y en el resto de los casos ρ_R alcanza como máximo un valor de 1.16 (modelo M4C16N-V1). Para los modelos de una crujía, en los que en el MOC-08 se les asigna un valor $\rho=0.8$, se observó que los valores del factor ρ_R decrecen al incrementarse el número de niveles, es decir, decrece conforme existe una mayor influencia de las combinaciones de cargas sísmicas en el diseño de los modelos. En este caso, el valor de ρ_R decrece de 1.19 en el modelo de ocho niveles a un mínimo de 0.95 en el modelo de 16 niveles. Lo anterior indica que, para el caso de marcos dúctiles con contravientos metálicos tipo chevrón susceptibles a pandeo, el impacto de la redundancia estructural en la resistencia lateral es menor a lo que se propone actualmente en el MOC-08. Los resultados expuestos concuerdan de manera razonable con lo reportado por Tena y Cortés (2014), en que se evalúan los mismos factores por redundancia en sistemas estructurales con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, reportando un valor mínimo de $\rho_R=0.9$ para marcos de una crujía, y un valor máximo de $\rho_R=1.20$ en los modelos de tres y cuatro crujías. Sin embargo, la tendencia es contraria, pues en marcos a momentos se observó que ρ_R tiende a aumentar a medida que aumenta el número de crujías y niveles (Tena y Cortés 2014).

En la figura 14b se muestran los factores ρ_{CD} , los cuales toman en cuenta el efecto de la redundancia en la capacidad de deformación. Se observa que la variación de los factores ρ_{CD} sigue la misma tendencia que los factores ρ_R . Para los modelos de una crujía, el factor ρ_{CD} calculado es menor al factor $\rho=0.8$ propuesto en el MOC-08 únicamente en los modelos de cuatro niveles ($\rho_{CD}=0.75$), ya que a partir de los modelos de ocho niveles, que son en los que dominaron en el diseño las combinaciones de cargas accidentales y

gravitacionales y, por ende, son más representativos, todos los valores son superiores a 0.8, teniendo como valor promedio 0.94.

Para los modelos de tres y cuatro crujías, como se esperaba, se aprecia que el factor ρ_{CD} calculado es inferior a $\rho=1.25$ propuesto en el MOC-08, teniendo como máximo un valor de 1.09 en los modelos de tres crujías y de 1.24 en los modelos de cuatro crujías. Dichos valores son inferiores a lo reportado por Tena y Cortés (2014) para el caso de marcos dúctiles de concreto reforzado. Lo anterior resulta lógico, pues este sistema estructural es en general más resistente, pero menos dúctil que un sistema con base en marcos dúctiles a momento. Además, debe tomarse en cuenta lo comentado previamente, en que se indica que la distorsión de fluencia, Δ_y , se incrementa conforme se incrementa el número de crujías, reduciendo por ende las ductilidades de los modelos con más crujías ($\mu=\Delta/\Delta_y$), a partir de las cuales se obtienen los factores ρ_{CD} .

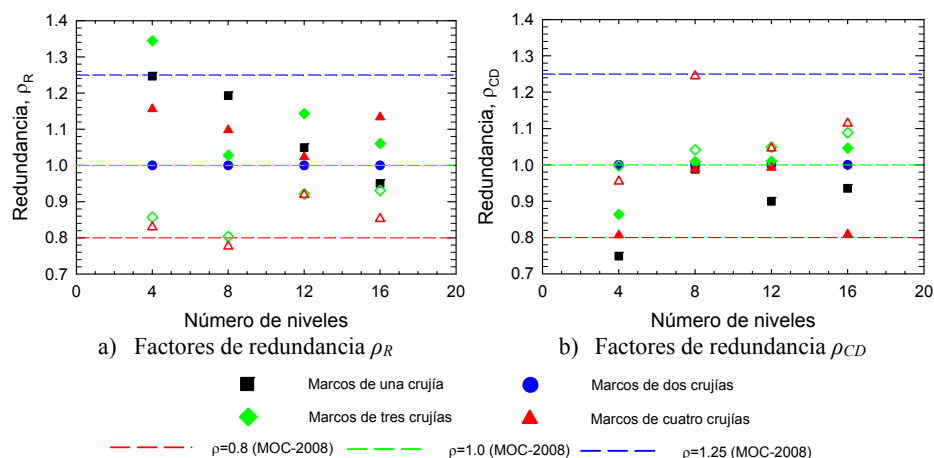


Figura 14. Efecto de la redundancia estructural en la resistencia (ρ_R) y capacidad de deformación (ρ_{CD})

6. COMENTARIOS FINALES

Se presentó un estudio en que se evalúa, con base en los resultados de análisis estáticos no lineales ante cargas monótonas crecientes, el impacto que tiene el aumentar la redundancia estructural en edificios diseñados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico tipo chevrón de diferentes alturas, al aumentar el número de crujías por línea de defensa (1, 2, 3 y 4 crujías). Los resultados obtenidos se comparan con los valores propuestos para definir el factor de reducción por redundancia estructural en el MOC-08. Los modelos diseñados tienen una longitud constante de 12 metros y cuentan con 4, 8, 12 y 16 niveles, y se encuentran ubicados en la zona del Lago del Distrito Federal, por lo que fueron diseñados conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004 y los lineamientos estipulados en sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, así como en lo propuesto en estudios previos (Godínez 2010, Godínez-Domínguez y Tena-Colunga 2010 y 2012). Con base en los resultados obtenidos es posible concluir lo siguiente:

Sin duda, existe un efecto favorable derivado del incremento de la redundancia (mediante el incremento del número de crujías) en el comportamiento estructural, pues existe una mejor distribución del comportamiento inelástico a lo largo y alto de los modelos, lo que favorece para obtener resistencias y mecanismos de colapso estables.

Actualmente, en el MOC-08 se considera que la redundancia influye tanto en la resistencia como a la capacidad de deformación en la misma proporción; sin embargo, en todos los modelos estudiados (4 a 16 niveles) no se observó este efecto, pues los factores promedio ρ_R y ρ_{CD} (considerando los modelos de una, tres y cuatro crujías con todas las crujías contraventeadas) varían entre sí, siendo siempre mayores los valores asociados a la resistencia para este sistema estructural: para los modelos de cuatro niveles $\rho_R=1.25$ y $\rho_{CD}=0.81$, para los modelos de ocho niveles $\rho_R=1.11$ y $\rho_{CD}=0.99$, para los modelos de 12 niveles $\rho_R=1.07$ y $\rho_{CD}=0.97$ y, para los modelos de 16 niveles $\rho_R=1.05$ y $\rho_{CD}=0.93$.

Desde la perspectiva del efecto del incremento del número de crujías, en todos los casos, los factores ρ propuestos en el MOC-08 subestiman tanto al factor que toma en cuenta la influencia en la resistencia (ρ_R) como el factor que toma en cuenta el efecto en la capacidad de deformación (ρ_{CD}) en los modelos de una crujía y los sobrestima en los modelos de tres y cuatro crujías. Al igual que lo observado con el incremento de la altura de los modelos, en este caso se observa también una mayor influencia en la resistencia que en la capacidad de deformación al comparar los cocientes de los valores promedio ($\rho_R/\rho_{CD}=1.131$, $\rho_R/\rho_{CD}=1.165$, $\rho_R/\rho_{CD}=1.227$, para los modelos de una, tres y cuatro crujías, respectivamente).

Lo anterior indica la necesidad de realizar estudios adicionales en que se considere un mayor número de modelos, y variantes que puedan influir en la resistencia y la capacidad de deformación, como lo son el número de crujías contraventeadas por marco, o por dirección de análisis, o el esquema de contraventeo. Esto permitirá plantear a futuro bases suficientes para valorar una posible modificación de los valores actualmente estipulados en el MOC-08 para la determinación del factor de reducción por redundancia estructural, pues dado el planteamiento original, en que se afecta de forma idéntica a resistencia y capacidad de deformación, es necesario evaluar si podría plantearse dicho factor como función del sistema estructural en estudio, tal y como ya se hace para los factores de reducción por sobrerresistencia.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece el apoyo para la realización de este proyecto a la Secretaría de Educación Pública mediante el programa para la incorporación de nuevos profesores de tiempo completo de la convocatoria de PROMEP 2013, mediante el convenio PROMEP/103.5/13/6999 y número de folio UNACH-PTC-136. Se agradece a Carlos Augusto Calvo Gómez por la elaboración de algunas de las figuras presentadas. Finalmente, se agradecen

los comentarios y sugerencias del revisor anónimo, los cuales ayudaron a mejorar la calidad de este artículo.

REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2007), **Factor de reducción de fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte**, primera edición, Centro de investigaciones científicas, diciembre, 113 pp.
2. ASCE 7-10 (2010), "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, *American Society of Civil Engineers*, ISBN 978-0-7844-1085-1
3. Bertero, R.D. y Bertero V.V. (1999), "Redundancy in earthquake resistant design", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 1, enero, pp. 81-88.
4. Bruneau, M., Uang, C.M. y Whittaker, A. (1998), **Ductile design of steel structures**, primera edición, McGraw-Hill, 485 pp.
5. Cortés, J.A. (2012), "Evaluación de factores de reducción por redundancia estructural en el diseño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, marzo.
6. ETABS (2005), "ETABS Nonlinear Versión 9.0.0, Extended 3D analysis of building systems", *Computer and Structures, Inc.*, Berkeley, California.
7. FEMA-273 (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA publication 273". Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, octubre.
8. Godínez-Domínguez, E.A. y Tena-Colunga, A. (2010), "Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 944-963.
9. Godínez, E.A. (2010), "Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón", *Tesis de Doctorado*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, julio.
10. Godínez-Domínguez, E.A., Tena-Colunga, A. y Pérez-Rocha, L.E. (2012), "Case studies on the seismic behavior of reinforced concrete chevron braced framed buildings", *Engineering Structures*, Vol. 45, pp. 78-103.

11. Godínez, E.A. (2014a), "Influencia de contraventeos concéntricos en cruz o chevrón en el comportamiento no lineal de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica*, aceptado para publicación.
12. Godínez, E.A. (2014b), "Evaluación de factores de reducción por redundancia estructural en sistemas diseñados con base en marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico tipo chevrón", *Informe Final entregado a PROMEP dentro del programa para la incorporación de nuevos profesores de tiempo completo*. Universidad Autónoma de Chiapas, septiembre.
13. Horvilleur, J.F. y Cheema, M.A. (1994), "Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales sísmicas", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, Zacatecas, Vol. I, octubre, pp. 244-259.
14. Husain, M. y Tsopeles, P. (2004), "Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings. I: Redundancy Indices", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, noviembre, pp. 1651-1658.
15. IBC-2000 (2000), "International Building Code", 2008 edition, International Code Council, ISBN-# 1-892395-26-6.
16. Kemp, R.A. (1996), "Inelastic local and lateral buckling in design codes", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 4, abril, pp. 374-382.
17. Liao, K.W. y Wen, Y.K. (2004), "Redundancy in steel moment frame systems under seismic excitations", *Report No. UILU-ENG-2004-2010*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
18. MOC-08 (2009), "Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo", Comisión Federal de Electricidad, noviembre.
19. Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1982), "*Earthquake spectra and design*", Monograph series, Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.
20. NTCC-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.
21. NTCM-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.
22. NTCS-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre.

23. Park, R., Priestley, M.J.N. y Gill, W. D. (1982), "Ductility of square-confined concrete columns", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.
24. Prakash, V., Powell, G.H. y Fillipou, F. (1992), "DRAIN-2DX: Base program user guide", *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
25. Rodríguez, M. y Botero, J.C. (1995), "Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 49, pp. 39-50.
26. RCDF-04 (2004), "Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, octubre.
27. Song, S.H. y Wen, Y.K. (2000), "Structural redundancy of dual and steel moment frame systems under seismic excitation", *Report No. UILU-ENG-2000-2016*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
28. Tapia-Hernández, E. y Tena-Colunga, A. (2014), "Code-oriented methodology for the seismic design of regular steel moment resisting braced frames", *Earthquake Spectra*, disponible en línea antes de su publicación impresa, doi: <http://dx.doi.org/10.1193/032012EQS100M> (en prensa).
29. Tena, A. (2007), **Análisis de estructuras con métodos matriciales**, primera edición, editorial Limusa, septiembre.
30. Tena-Colunga, A., Mena-Hernández, U., Pérez-Rocha, L.E., Avilés, J., Ordaz, M. y Vilar J.I. (2009), "Updated seismic design guidelines for buildings of a model code of Mexico", *Earthquake Spectra*, Vol. 25, No. 4, noviembre, pp. 869-898, doi: 10.1193/1.3240413.
31. Tena, A. y Cortés, J. (2014), "Impacto de la redundancia estructural en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 19, No. 1, pp. 1-34.
32. Tsopelas, P. y Husain, M. (2004), "Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings. II: Redundancy response modification factor R_R ", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, noviembre, pp. 1659-1666.
33. UBC-97 (1997), "Uniform Building Code, 1997 edition", International Conference of Building Officials, Whittier, California, Vol. 2.

34. Wallace, J. y Moehle, J. (1989), "BIAX: A computer program for the analysis reinforced concrete sections" *Reporte No. UCB/SEMM-89/12*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.